

鉄筋コンクリート部材のせん断補強法の実態とその改善に関する研究

その他（別言語等） のタイトル	A Study on the Actual Conditions of Shear Reinforcement Practice in Reinforced Concrete Members and Their Improvements
著者	荒川 卓, 米沢 俊広
雑誌名	室蘭工業大学研究報告．理工編
巻	9
号	1
ページ	69-91
発行年	1976-12-18
URL	http://hdl.handle.net/10258/3638

鉄筋コンクリート部材のせん断補強法の実態と その改善に関する研究

荒 川 卓・米 沢 俊 広

A Study on the Actual Conditions of Shear Reinforcement Practice in Reinforced Concrete Members and Their Improvements

Takashi Arakawa and Toshihiro Yonezawa

Abstract

To insure the high ductility in reinforced concrete structural members subjected to alternate cyclic earthquake forces, it is necessary to provide the special shear reinforcement. However, the reinforcing method stipulated in the current Japanese Structural Standard for RC Structures (1971) does not seem to be strictly followed in the field construction. The principal objective of this investigation is to point out the many problems awaiting by recognizing the actual conditions of field works for shear reinforcing method and to study experimentally the effects of the shape of rectangular hoops on deformation, strength, stiffness and ductility of RC columns. In this report are presented the results of the field survey for shear reinforcement and discussed the results of the tests which were carried out on 28 RC column specimens subjected to many alternate cyclic loadings. These results are compared with the AIJ code and some problems on ductility of RC columns are pointed out.

I 概 説

鉄筋コンクリート（以下 RC と略記する）部材の耐震性能の向上を図る上で、せん断補強筋の量と形状の果たす役割が極めて大きいことから、昭和 46 年には、従来よりも多量の補強筋を有効に配置するように日本建築学会の RC 構造計算規準は改訂された。この規準では、補強筋の効果を十分発揮させるために、特に補強筋末端の定着強度を確保することが重要で、末端のフックを 135° 以上に曲げて内部コンクリートに十分定着するか、末端同士を溶接するか、あるいは、エンドレスのらせん筋形式とすることを推奨している。

しかし、上記のような補強形式は、従来からの慣習による 90° フック形式に比較して、現場施工がやり難く作業能率も低下すること等の理由から、実際に採用されている例は少なく、RC 構造物の耐震安全性が確保されているか否かが憂慮されている。また、慣習法と学会推奨法による補強形式間の耐震性能の差異を実験により直接対比した例は少ない。

本報では、せん断補強法の実情とその問題点を把握するため、これに関する施工の実態を調査すると同時に、慣用の 90° フック付き帯筋柱と学会推奨法による帯筋柱との、耐力と変形能に

及ばず差異を実大 1/2~1/3 の RC 柱部材模型実験により比較検討する。

II 調 査¹⁵⁾

1 調査建物の概要

北海道内の主要都市において、昭和 49 年の 6 月に着工された RC 建物 110 棟*のうち、同年の 8 月中にコンクリート打設が行なわれた 51 棟**（各市約 10 棟宛）を本調査の対象建物として選定した。この調査建物の用途別内訳は、表-1 に示すように、床面積別・棟数別ともに全体の約 75% は学校・事務所・宿舍等であり、階数別では全数の 3/4 が 4 階建て以下の低層建物である。

2 調査方法

調査に際しては、施工中のせん断補強筋の形状と配筋状況の観察に主眼を置いた他、鉄筋種別と設計用のコンクリート強度 (F_c) を調査し、併せて当該建物 1 階における代表的な内柱と外柱各 1 本と、この柱に接続する 2 階大ばりについての断面と配筋とを記録し、構造諸因子分析の基礎資料とした。

また、実態調査時に入手した 36 棟分の設計図書に基づき、1 階全柱を対象に、補強筋の径・間隔・量 (P_w)、引張鉄筋比 (P_t)、シヤスパン比 ($h_o/2D$)、軸方向応力度 (σ_o) 等の諸因子についての頻度分布を調べ、これらの結果を既往の調査結果¹⁾と比較した。

3 調査結果と考察

A 主筋の使用種別。 図-1(a)に示すように、異形鉄筋の使用率は極めて高く、全体の約 95% (このうち SD30 は約 80%) を占めている。この傾向は、素木博士が関東地区において RC 建物を対象に行なった調査結果²⁾と類似している。

B コンクリートの設計強度。

図 1(b)に示すように、180 と 210 kg/cm^2 の 2 種に限られ、前者が全体の約 35%、後者が約 65% となった。なお、学校建物 13 棟については、図

表-1 調査建物の内訳

建物種別	学 校 (棟数) m ²	事 務 所 (棟数) m ²	宿 舎 関 係 (棟数) m ²	病 院 (棟数) m ²	工 場 他 (棟数) m ²	計 (棟数) m ²
市 別						
札幌	—	(4)*	(4)	(1)	(2)	(11)
	—	5813	10503	5337	7764	29417
函館	(3)	(3)*	(3)	(1)	—	(10)
	2370	4252	21358	1250	—	29230
釧路	(2)	(3)	(2)	(2)	(2)	(11)
	8011	1613	5413	4967	7431	27435
旭川	(4)	(3)	—	(1)	(1)	(9)
	16744	3686	—	2574	864	23868
室蘭及び 苫小牧	(4)	(2)	(2)	(1)	(1)	(11)
	6424	2175	4386	690	694	14369
計	(13)	(19)	(11)	(6)	(6)	(51)
	33549	17539	41660	14818	16753	124319
階数別棟数内訳						
2 階	(2)	(7)	(2)	(1)	(1)	(13)
3	(10)	(2)	(1)	(2)	(2)	(17)
4	(1)	(2)	(1)	(1)	(3)	(8)
5	(1)	(2)	(2)	(1)	—	(4)
6	—	(3)	(2)	(1)	—	(6)
7	—	—	(3)	—	—	(3)

* 宿舍併用 1 棟を含む。工場他には教会、倉庫併用各 1 棟を含む。

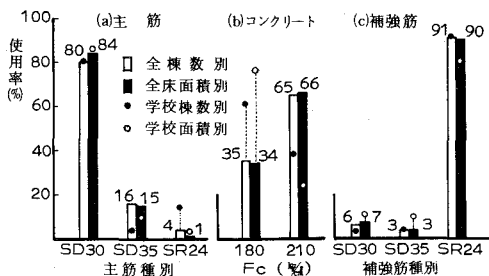


図-1 材料別による使用状況

* : 札幌 39 棟, 函館 27 棟, 釧路 12 棟, 旭川 13 棟, 室蘭 14 棟, 苫小牧 5 棟, 合計 110 棟。

** : 各市における年間の建築工事量の統計値に比例するものではない。

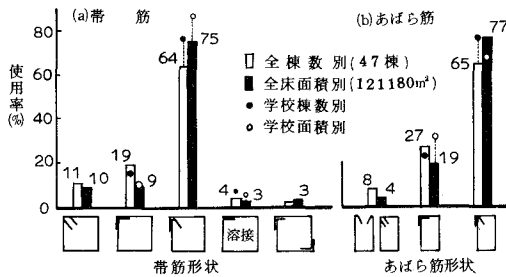


図-2 補強筋形状の使用状況

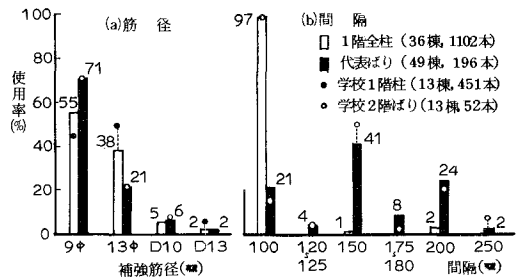


図-3 補強筋の径と間隔

中丸印の如く上記の比率が逆転し、 $180\text{kg}/\text{cm}^2$ の採用率の方が高く現われている。

C セン断補強筋。

(1) 補強筋の使用種別。 図-1(c)に示すように、全体の約90%はSR24の丸鋼である。

(2) 補強筋の形状。 図-2のように、補強筋末端の片方が 135° 以下、他方が 90° のフック形式としたものが最も多く、次いで両端 90° フック形式となっている。これら両形式の占める割合は、帯筋では83~84%、あばら筋では95%前後であり、学会規準推奨の両端 135° または溶接形式の使用率は約15%以下で非常に低い。

なお、フック余長の実測結果によれば、 $3d \sim 11d$ の範囲内にあり平均で $6.5d$ となったが、調査建物のうち約7%に相当する現場で $4d$ 以下のものが認められた。

(3) 補強筋の径と間隔。 筋径の使用状況については図-3(a)に示すように、帯筋・あばら筋ともに 9mm 筋の使用率が高く、全体の過半数を占めている。

間隔については図-3(b)に示す如く、帯筋の場合には殆んどが柱全長にわたり 10cm の等間隔に(図-4参照)、また、あばら筋の場合には全体の90%以上は $10 \sim 20\text{cm}$ の間隔に配置されている。

(4) はり・柱接合部の補強状況。 調査建物のうち約85%(面積別では約90%)に相当する現場において、端部帯筋の $1.5 \sim 2.0$ 倍程度の間隔で補強筋が配置されていた。

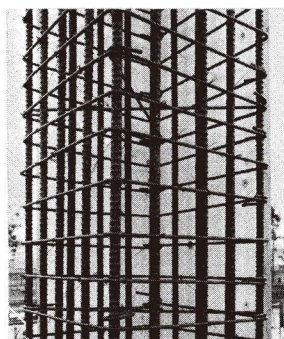
(5) 配筋の実態と問題点。 上記のように、補強筋間隔については、計算規準並びに建築基準法の規定が守られていると見てよいが、規準推奨形式の普及率は極めて低い。

この推奨形式が採用されている場合には、閉鎖形式の使用を設計図書に明記し、施工管理を特に厳しく行なっている現場に限られている。この場合、柱主筋と帯筋とを組立てるのに、下記に示す方法が採用されている。

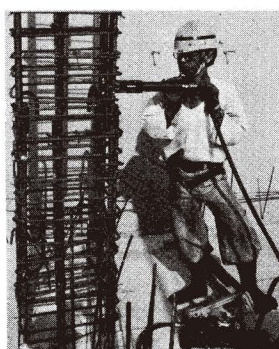
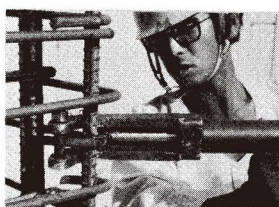
a. 主筋組立て後に、あらかじめ閉鎖形に加工された帯筋を主筋上部より落とし込む方法。

b. 従来からの慣習の工法によって \square 形または \square 形の帯筋を主筋に組込んだ後に、閉鎖形帯筋に再加工する方法。

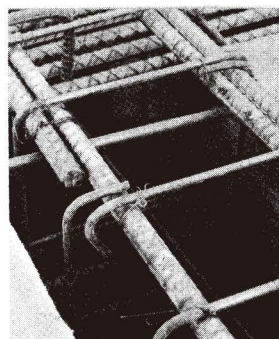
前者では、足場の設置が新たに必要となる他、特に異形鉄筋を多量に使用する場合には、鉄



図一 4 帯筋の配置状況



図一 5 フックの折曲げ状況



図一 6 あばら筋と主筋継手

筋のフシまたは帯筋のフック余長が邪魔になり、落とし込む帯筋を所定位置に配筋するのに手間がかかりすぎる。一方、後者の方法では、特に主筋量が多い場合には帯筋の余長部が主筋につかえて折曲げ加工ができないこと、また、主筋の継手部分とか筋径 13mm 以上の太径の帯筋を使用した場合には、通常のハッカーでは折曲げ加工が困難であると言う。太径の帯筋末端を折曲げるには例えば図一 5 に示すように、隅主筋を折曲げ軸に利用した油圧ハッカーを用いるのも一つの方法であるが、このハッカーの重量が作業能率を左右する点は注意を要する。

図一 6 は、はり主筋の継手部における補強筋の配置状況の一例を示すものである。このような状況は柱の場合にも見られるが、補強筋の効果を十分発揮させるためには、少なくとも四隅の主筋継手はガス圧接によって正しい位置に配置される必要がある。

上記のように、閉鎖形帯筋を使用する場合には、従来からの慣習の工法に比較して、作業能率の低下・工期延長・工費増となる点で多少の問題はあるが、実施例の如く施工技術的には可能である。

正しい配筋が確実に行なわれるためには、伊藤元氏³⁾が指摘しているように、設計施工両面にわたる慣習法が改善される必要がある。今回改訂された JASS 5⁴⁾ では、鉄筋の加工・組立について従来よりも厳しい制限が設けられているが、より健全な RC 構造物の生産を図る上で、この種の規定が設計・施工・管理の面で十分守られることが必要であろう。

D 構造諸因子

(1) 補強量 Pw 。図一 7 に示すように、各資料毎に Pw の採用率は幾分異なっているが、はり・柱ともに採用されている Pw 量は比較的小さく、全体の約 75% は 0.2~0.4% の範囲にあ

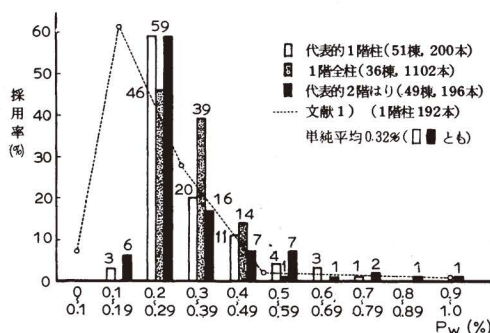


図-7 補強筋比の分布状況

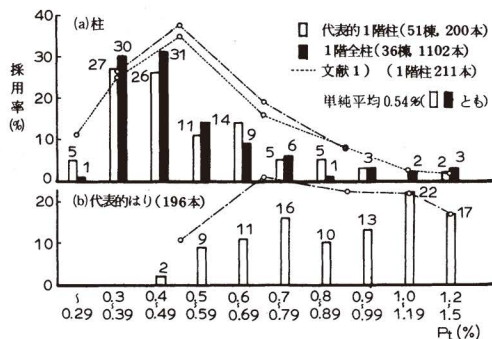


図-8 引張鉄筋比の分布状況

る。なお、本調査結果（現行規準による設計建物）は既往の分析結果¹⁾（図中の破線：資料のうち約80%は旧規準による）よりも図の右側にずれた分布となり、計算規準の違いによる P_w 採用率の差が明瞭に現われた事を示唆している。

(2) 引張鉄筋比 P_t 。柱については図-8(a)に示すように、 $P_t (= a_t/BD)$ が0.3~0.49%のものが全体の過半数を、0.5~0.89%の範囲のものが全体の約30%を占めている。既往の資料によれば、図中の破線のように $P_t \approx 0.5\%$ で最大となっているが、本資料をこれと同一 P_t 区分に採ると一点鎖線のようになり、両者がほぼ一致した分布となる。しかし、はりの材端上端の $P_t (= a_t/bd)$ については、(b)図のように柱の場合よりも P_t の高い範囲に広く分布する結果となった。

(3) 柱のシャスパン比 $h_o/2D$ 。腰壁・たれ壁を考慮するが、袖壁及び耐震壁の存在を無視した場合の $h_o/2D$ (h_o : 柱内のり高さ)は、図-9のように1.5~2.99の範囲のものが全体の約75%を占め、既往の分析結果とは類似している。

(4) 軸圧縮応力度 $\sigma_o (= N/BD)$ 。各柱のX・Y両方向の σ_o (最大最小値を含む) の分布は図-10のようになった。図中の一点鎖線は、本資料を既往の資料(破線)と同一 σ_o 区分に採ったものであるが、図示のように、調査建物は4階以下の低層建物が主体であるために、1階における σ_o は比較的小さい範囲に分布し平均 25 kg/cm^2 程度となった。

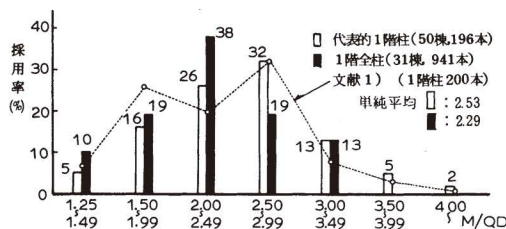


図-9 柱のシャスパン比の分布状況

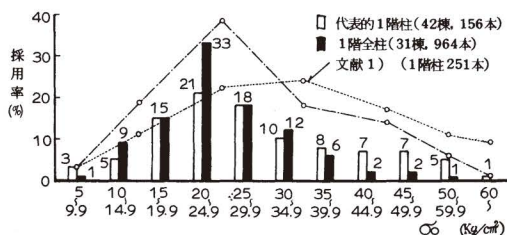


図-10 軸圧縮応力度の分布状況

III 実験1 フック形状の違いによる比較実験¹⁶⁾

1 実験目的

前述の調査結果のように、閉鎖形帯筋の採用率が低いことから、慣用の90°フック付き帯筋柱と135°フック付き帯筋柱との耐力・変形性能に及ぼす差異を模型実験により比較検討し、補強法改善に関する資料を得ることを目的とする。

2 実験計画

A 試験体。9種18体の概要

を表-2及び図-11に示した。供試体諸元の選定に際しては、前述の調査結果を考慮して通常の1階内柱を対象に $h_o/2D(=M/Q \cdot D)$ を2, 2.5, 3の3種、軸圧縮応力度 σ_o を20, 35, 50 kg/cm^2 の3種とし、帯筋量 P_w をおおむね0.2~0.6%の範囲とした。柱断面(25 cm 角)及び引張鉄筋比 $P_t(a_t/$

表-2 試験体の種別

$\frac{M}{QD}$	$P_t(\%)$ (本数-径)	軸圧縮応力度 $\sigma_o = N/BD(\text{kg/cm}^2)$		
		20 No. 帯筋($P_w\%$)	35 No. 帯筋($P_w\%$)	50 No. 帯筋($P_w\%$)
2	0.61 (3-D13)	1 } 3-6 ϕ 54 2 } (0.50)	3 } 2-6 ϕ @100 4 } (0.18)	
	0.34 (3-D10)			
2.5	0.61 (3-D13)	5 } 2-6 ϕ @100 6 } (0.18)	7 } 2-6 ϕ @57 8 } (0.32)	9 } 3-6 ϕ @54 10 } (0.50)
	0.96 (3-D16)	11 } 2-6 ϕ @50 12 } (0.36)	15 } 3-6 ϕ @45 16 } (0.61)	
		13 } 3-6 ϕ @75 14 } (0.36)		
	0.61 (3-D13)	17 } 2-6 ϕ @84 18 } (0.22)		

BD は0.34, 0.61, 0.96%)について、現在、日本建築センターの短柱委員会で実施中の総合プロジェクト⁵⁾に合わせた。なお、 P_w 量の決定には既往の研究成果⁶⁾を参考に、曲げ降伏をせん断破壊に先行させるよう、曲げ耐力略算値 cQ_{Bu} に対するせん断耐力下限値 Q_{umin} の比が0.9と

注) No. 13, 14 (3本1組の帯筋)は、No. 11, 12 (2本1組の帯筋)と同一 P_w 量で、帯筋形状の比較用に製作したもの。

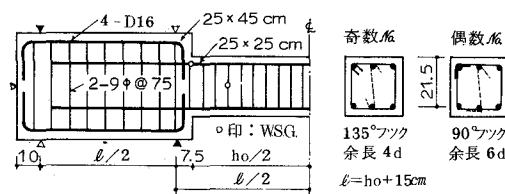


図-11 試験体概要

なるような幾分少な目の値を採用した。

B 材料及び製作。使用材料の試験成績を表-3に示した。

コンクリートは重量調合比 $C:S:G=1:3.21:3.67$, $W/C=65\%$ (実際60%, AE剤使用, スランプ18 cm)とした。柱試験体の製作(容量0.12 m^3 のドラム形ミキサー使用)には、鋼製型枠を用いて水平打ち込みとした。コンクリート強度用試験体は10 cm ϕ \times 20 cm のシリンダーで、柱1体当たり6本(圧縮・引張各3本宛)製作した。

各試験体ともに、コンクリート打設後2日又は3日目に脱型し、約3週間ポリエチレンシートで密封養生を行なった後、試験時(材令5~6週間)まで実験室内に放置した。試験時の F_c

表-3 材料の性質

骨 材	産 地	比 重	単容重 (kg/ℓ)	f. m.
砂 (5mm以下)	富 岸 (海砂)	2.59	1.82	3.55
砂利 (15mm以下)	鷗 川 砂 利	2.62	1.73	6.40
セ メ ン ト	強 度 材 令	3 日	7 日	28 日
新日鉄・普通ボルト	曲 げ (kg/cm ²)	34.2	45.0	62.3
ラ ン ド	圧 縮 (")	150	217	369
鉄 筋	断 面 * (cm ²)	降伏点 (kg/mm ²)	強 度 (kg/mm ²)	伸 び 率 (%)
6φ (5#鉄線)	0.227	28.9	46.1	31.4
9φ	0.628	37.5	52.1	30.5
D10	(0.71)	42.2	59.2	27.4
D13	(1.27)	40.2	56.9	27.8
D16	(1.99)	36.6	52.6	24.8

* 断面：() は公称，その他は3本の平均。

は，209～246 平均 231kg/cm² であった。

C 加力方法。 図-12に示すように，径28mmの鋼棒4本を反力材として，50ton電動式油圧ジャッキによりあらかじめ所定の軸方向力を加えた柱試験体を，200tonアムスラー型試験機上に水平にセットし，大野式逆対称加力法により載荷した。

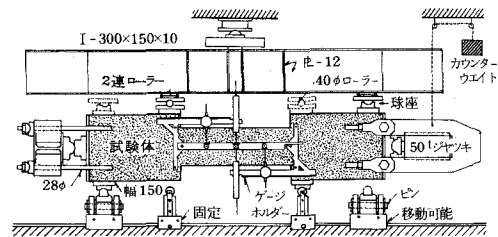


図-12 加力法と計測装置

正負の繰返し加力は，各支点の2連ローラーを着脱することにより行なった。

繰返し方法*については，前述の短柱委員会で実施中の方法にならない，図-13に示すように曲げ降伏変形 δ_y の3～4倍の変形を中心に，正負48回の多数回の繰返しを標準とした。

D 計測方法。 変形の計測には，図-12に示したように柱上下端にゲージホルダーを固定し，これの半分（柱内のり高さの1/4に相当する）の位置に精度1/100 検長50mmのダイヤル

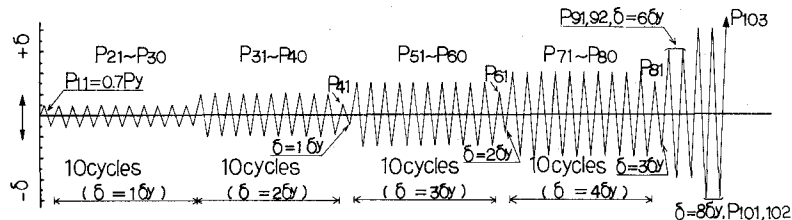


図-13 繰返し方法

*：次の考えに基づく。(1)激震に対して得られる応答塑性率は大きくとも3～4程度である。(2)最大応答加速度の80%程度以上の応答回数は10回程度である。(3)一定変形での繰返し加力下における部材の構造性能の変化は，10サイクル位の繰返しの範囲内で明らかになることが多い。なお，P₄₁， δ_{11} ， δ_{11} は，大変形後の変化における減衰性に，P₉₁以後は過大な大変形下における崩壊の安全性に関する資料を得るためのものである。

ゲージを取付け、左右 2 個の和の 2 倍の値を柱上下端間の相対変位 δ と見做した。また、ゲージホルダーの先端（柱内のり高さ h_0 の 1/2 位置）には抵抗線式変位変換器 2 個を取付け、これらの和をデジタル指示器で読み取ると同時に X Y レコーダーに自記させ、定変位繰返し時のモニター用とした。なお、柱両端の主筋及び材端より約 $D/2$ 離れた位置の帯筋（図-11 中○印）には、検長 2 mm のストレインゲージを貼付し、ひずみ度の測定を行なって鉄筋降伏の判定用に供した。

3 実験結果

A 実験結果の一覧。 諸きれつ荷重、降伏荷重、最大荷重、塑性率及び破壊モード等の実験結果を、計算値との比較を含め一括して表-4 に示した。また、荷重・変形曲線（正負繰返し回数中 1, 2, 10 回目以外を省略）、きれつの進展並びに破壊状況、主筋及び帯筋のひずみ度等の代表例を夫々図-14, 15, 16 に示した。

B 諸きれつの定義。 表-4 に記した諸きれつは、下記の定義に基づくものである。

- (1) 曲げ初きれつ。載荷初期に柱上下端の付根部分（隅角部）に発生する曲げきれつ。
- (2) 曲げせん断きれつ。材端より柱幅 D の約 1/2 の位置に生ずる曲げきれつが斜めに進展し、材軸と交わる角度が 60° 以下になった時の斜めきれつ（荷重：曲り始めの値を採る）。
- (3) せん断きれつ。部材端の約 $D/2$ 付近から単独に発生する斜めきれつ、または、上記の曲げせん断きれつ発生後、曲り始めの位置付近で、きれつの伸展方向とは逆向きに斜めきれつとして分岐を始めた時のせん断きれつ。なお、このせん断きれつ近傍で、主筋沿い（引張）に生ずる斜め小きれつを付着割裂と呼ぶ。

C 破壊状況。 全試験体とも先ず柱付根部に曲げ初きれつを発生し、次いで曲げせん断とせん断きれつが材端より $D \sim 1.5 D$ の範囲内に生じ主筋降伏に至る。その後の繰返しにより上記の諸きれつは徐々に伸展し、その幅を拡大すると同時に材端の圧縮域が圧潰し始め、最終時には No. 3 と 4 の 2 体が曲げ圧縮破壊、他の 16 体にはせん断圧縮型の破壊を生じた。せん断破壊となったもののうち、No. 11 の試験体にあつては、 $4\delta_y$ の繰返し中に材端におけるせん断きれつ幅が拡大すると同時に、付着割裂が主筋沿い全長にわたり貫通して破壊に至った。この No. 11 以外の試験体（15 体）には、材端よりほぼ $D/2$ の位置における帯筋が降伏ひずみに達するとあい前後して、コンクリートの圧潰と主筋の座屈とを伴ない保持力を失った。なお、終局時にはフック形状の差異にかゝらず、両形式のフックとも片方のフックが加力方向に伸びて主筋より外れる状態となった。しかし、破壊モードについては、 135° フック形式の No. 11 と 90° フック形式の No. 12 とが幾分異なる以外は、帯筋形状による破壊状況の明確な差異は認められなかった。

表-4 実験結果の一覧

No	M QD	P _i (%)	σ _o (kg/cm ²)	P _{tu} (%)	F _c (kg/cm ²)	曲げき裂 実験値 Q _{ex} (t)	引張せん断 実験値 Q _{ex} (t)	せん断き裂 実験値 Q _{ex} (t)	降伏荷重 実験値 Q _{ex} (t)	降伏時間 実験値 t _y (t/min)	最大荷重 実験値 Q _{max} (t)	変位と塑性率 δ _y (cm)	破壊モード
1	2	0.61	35	0.50	245	3.50 0.98	6.85 1.01	7.50 0.96	10.00 1.04	18.69 1.09	10.85 1.06	0.54 3.23	F・LSC・Bu
2					234	3.75 1.06	7.00 1.05	7.75 1.00	10.19 1.07	18.56 1.09	11.05 1.09	0.55 4.39	F・LSC・Bu
3	2.5	0.34	35	0.18	231	2.89 1.05	5.25 0.96	6.68 0.98	6.34 1.07	11.34 1.40	6.70 1.06	0.56 4.50	F・C・Bu
4					242	2.90 1.05	5.50 0.99	6.39 0.91	6.20 1.04	11.36 1.39	6.54 1.03	0.55 4.43	F・C・Bu
5	2.5	0.61	20	0.18	236	2.35 1.07	4.70 0.97	6.00 0.96	6.67 1.03	10.44 1.12	7.25 1.08	0.64 2.57	F・LSC・Bu
6					232	2.10 0.96	4.70 0.98	5.85 1.04	6.65 1.03	10.34 1.11	7.10 1.06	0.64 1.93	F・SC・Bu
7	2.5	0.61	35	0.32	226	2.70 0.96	5.50 0.99	7.25 1.05	8.08 1.06	11.10 1.11	8.48 1.05	0.73 4.42	F・LSC・Bu
8					236	2.50 0.88	5.50 0.98	7.00 1.00	8.05 1.05	11.00 1.10	8.50 1.05	0.73 4.43	F・LSC・Bu
9	2.5	0.61	50	0.50	246	3.35 0.96	6.25 0.97	7.75 1.00	9.20 1.05	10.99 1.03	9.82 1.05	0.88 5.04	F・LSC・Bu
10					241	3.40 0.98	6.50 1.01	7.50 0.97	9.43 1.07	12.06 1.13	9.70 1.04	0.87 4.70	F・LSC・Bu
11	2.5	0.96	20	0.36	237	2.25 0.97	5.00 1.00	6.00 0.96	8.45 1.02	12.04 1.00	8.72 1.02	0.70 2.80	F・LSC(Bu)
12					237	2.20 0.95	5.00 1.00	6.00 0.96	8.30 0.99	11.61 0.96	8.72 1.02	0.72 2.14	F・SC・Bu
13	2.5	0.96	20	0.36	232	2.00 0.87	5.00 1.01	6.00 0.96	8.22 0.99	11.56 0.96	8.72 1.02	0.71 2.81	F・LSC・Bu
14					242	2.00 0.86	5.00 0.99	6.25 0.99	8.30 1.02	11.79 0.98	8.75 1.02	0.70 2.80	F・LSC・Bu
15	2.5	0.96	35	0.61	210	2.55 0.89	5.50 0.99	6.75 0.99	9.45 1.01	12.62 0.99	9.95 1.00	0.93 1.04	F・LSC・Bu
16					209	2.80 0.97	5.50 0.99	7.00 1.03	9.57 1.02	12.88 1.01	9.93 1.00	0.93 1.04	F・LSC・Bu
17	3	0.61	35	0.22	210	1.95 0.85	4.70 0.97	6.00 0.97	6.60 1.05	7.10 1.11	7.07 1.06	0.99 1.10	F・LSC・Bu
18					222	2.25 0.97	4.70 0.97	6.00 0.95	6.68 1.05	7.06 1.11	6.99 1.04	0.97 1.07	F・LSC・Bu
平均					231	0.96	0.99	0.98	1.04	0.97	1.05	0.91	

注)

曲げき裂荷重: $Q_{sc} = M_{sc}/0.5h$, $M_{sc} = 1.8 F_c \cdot Ze + ND/6$, h : 柱のり高さ
 曲げせん断き裂荷重: $Q_{sc} = 0.265bd\sqrt{F_c + M_{sc}}/(M/Q - d/2)$

せん断き裂荷重: $Q_{sc} = \{0.085kc (Fc + 500)/(M/Qd + 1.7) + 0.1\sigma_o\} bi$

降伏荷重実験値 (Q_y) は、引張主筋降伏時の荷重。計算値は e 関数法による値。

降伏時間塑性: $K_y = \alpha_y K_e$, $\alpha_y = (0.043 + 1.64np_s + 0.043a/D + 0.33\sigma_o/F_c) \cdot (d/D)^2$, K_e : 弾性剛性計算値

最大荷重実験値: Q_{max} 。計算値は e 関数法による値。略算値は $M_{tu} = 0.8a\sigma_y D + 0.5\sigma_o bD^2 (1 - \sigma_o/F_c)$

せん断耐力 (下限値): $Q_{min} = \{0.092ku \cdot kp (180 + F_c)/(M/Qd + 0.12) + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_y}\} bi$

せん断耐力 (柱): $Q_{su} = (0.9 + \sigma_o/250) \cdot \{0.23ku \cdot kp (180 + F_c)/(ho/d + 0.23) + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_y}\} bi$

δ_y: 降伏時の変位。δ_{ou}: 限界変位で、一定変位での第1荷重が cQ_{Bu} の80%以下、又は、繰返し第10回目の荷重が Q_{max} の50%以下に低下するときの変位。

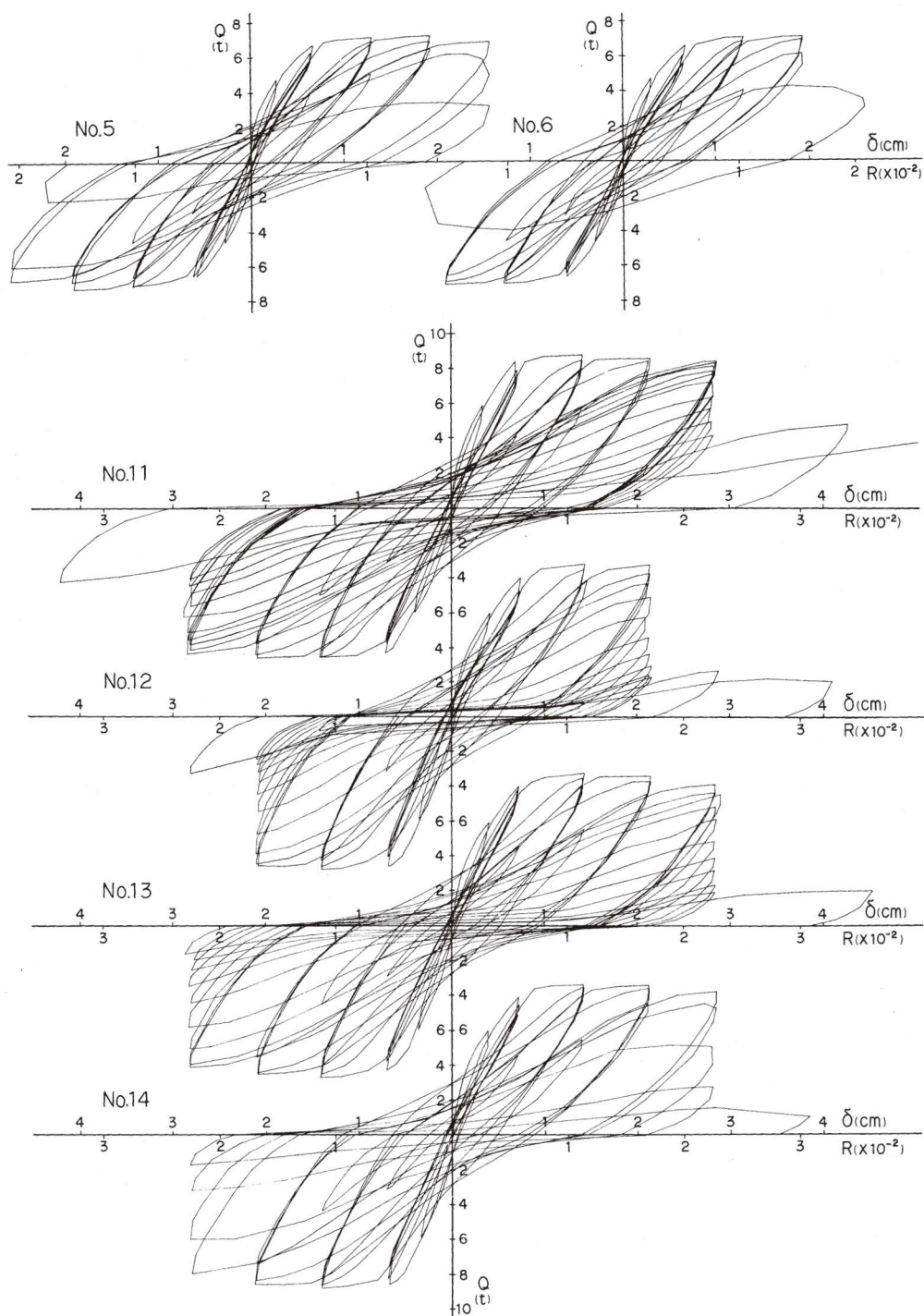
塑性率: $\mu = \delta_{ou}/\delta_y$, μ : じん性等級 A: $P_{21} \sim P_{91} \geq 0.8cQ_{Bu}$ B: $P_{21} \sim P_{71} \geq 0.75cQ_{Bu}$

C: $P_{21} \sim P_{51} \geq 0.75cQ_{Bu}$ たゞし、 $cQ_{Bu} = M_{tu}/0.5h$ 。

破壊モード記号は、強度・じん性・鋼材変化の3種を表わす。F: 曲げ降伏, C: 曲げ圧縮破壊,

SC: せん断圧縮破壊, L: $P_{71} \geq 0.75cQ_{Bu}$ のような大変形時に SC となるもの。Bu: 主筋座屈。

Bo: 付着割裂破壊。



図一14(1) 荷重・変形曲線

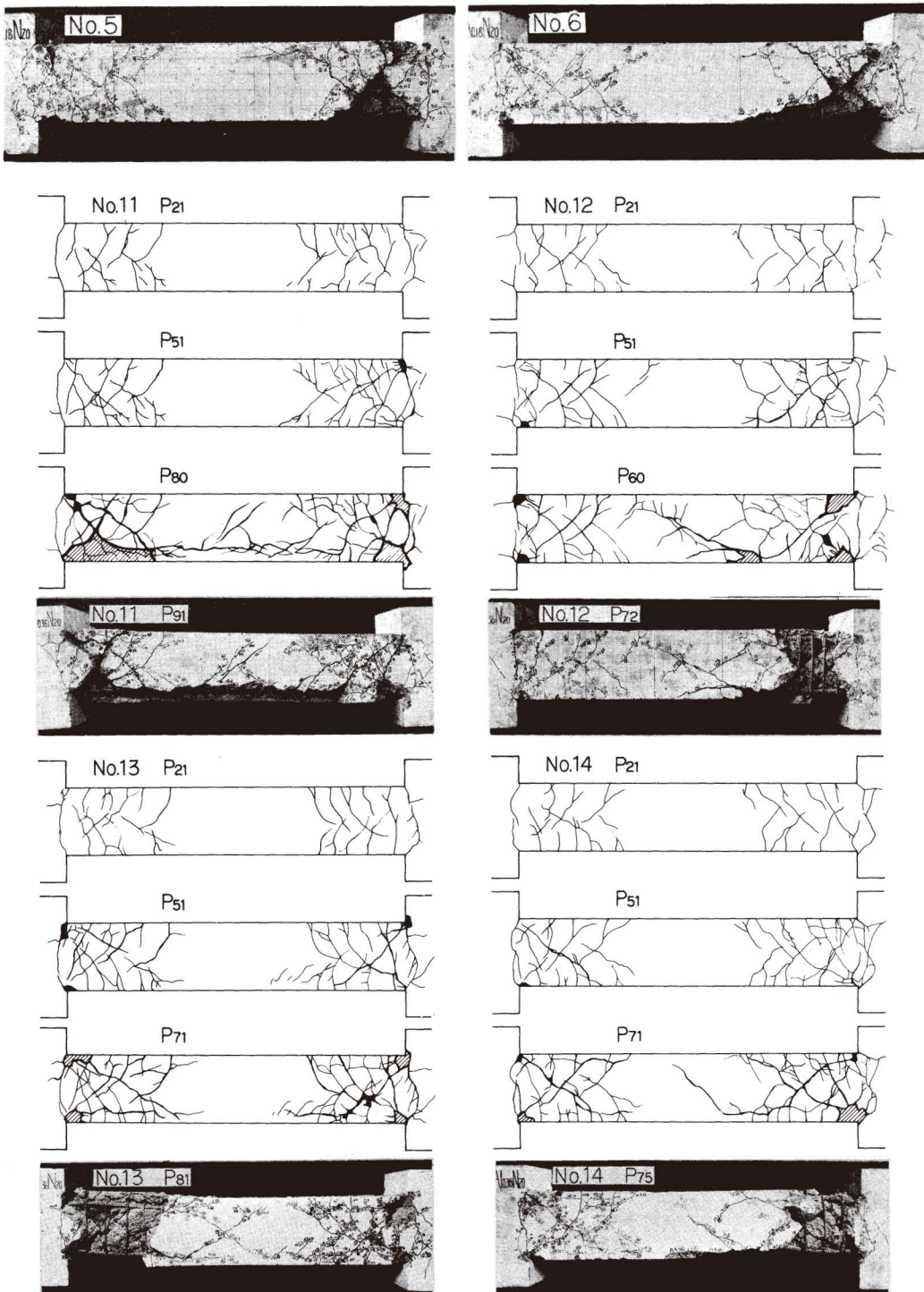
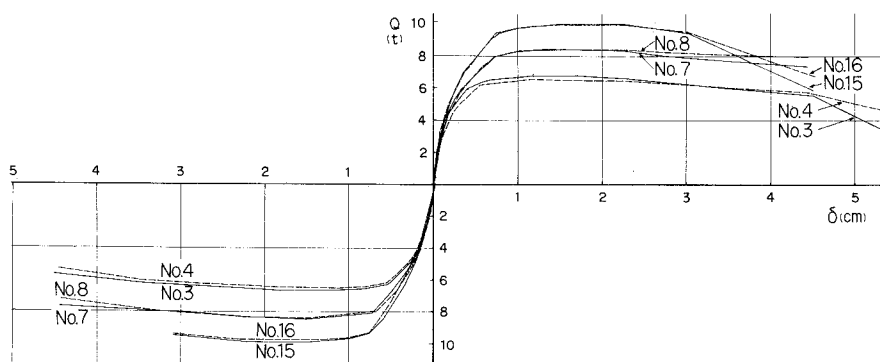
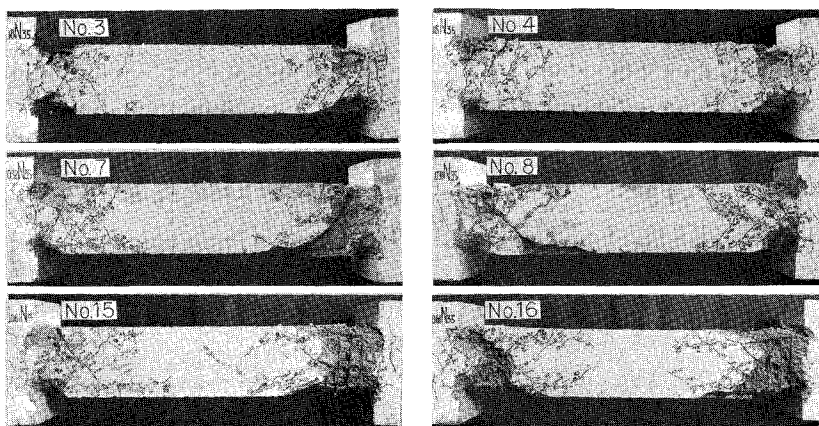


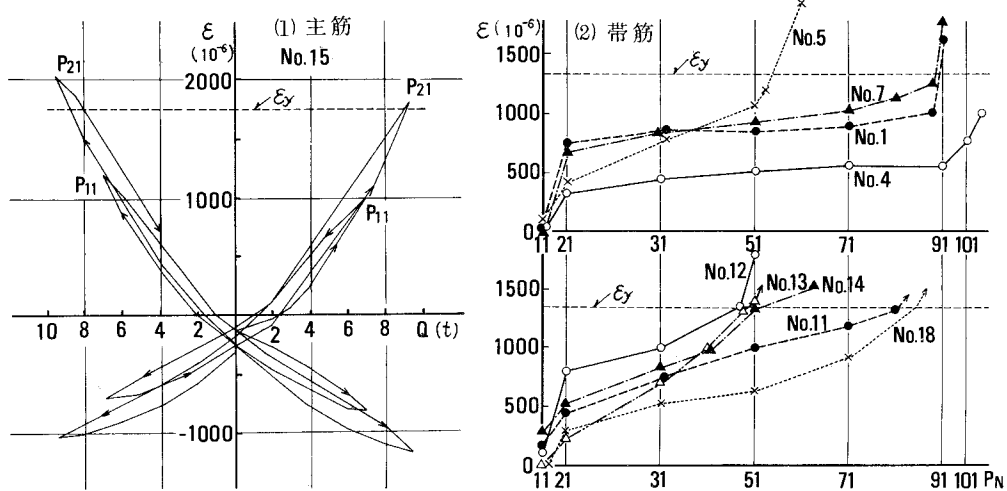
図-15(1) 破壊状況



図—14 (2) 荷重・変形曲線 (包絡線)



図—15 (2) 破壊状況



図—16 鉄筋のひずみ度

4 実験結果の検討

A 実験値と計算値の比較。 諸荷重の実験値には、表-4に示したようにフック形状の違いによる差は認められず、各2種の試験体毎に類似した値となった。これら実験値の計算値に対する比率は、下記の各項に示すように比較的良い一致を示した。

(1) 諸きれつ発生荷重。 曲げきれつ荷重：0.85~1.06 平均 0.96。曲げせん断きれつ荷重：0.96~1.05 平均 0.99。せん断きれつ荷重：0.94~1.05 平均 0.98。

(2) 降伏荷重。 実験値とe関数法計算値との比率は、0.99~1.07で平均1.04となった。また、実験値の略算値に対する比率は0.95~1.01で平均0.98となり、e関数法計算値に対する比率よりも6%程度低い値となった。

(3) 曲げ耐力。 e関数法計算値に対しては1.00~1.09で平均1.04、学会略算値に対しては0.93~1.02 平均 0.97 となって前者より約7%低い値となった。

(4) せん断耐力。 既往のせん断強度に関する実験式は、曲げ破壊前にせん断で破壊する場合を対象に誘導されたものであるから、この式の計算値と本実験最大値 Q_{max} とを直接対比することは妥当ではない。しかし、曲げ降伏後の急激な破壊を防止し、十分なじん性の確保に必要な補強量の推算には、両者の比率が参考になるのでその結果を記す。

はりの下限値を与える Q_{min} 式計算値に対する実験値の比率は1.00~1.11で平均1.05、軸圧を考慮した大野博士等⁷⁾の計算値に対しては、0.87~0.95で平均0.91となった。

(5) 降伏時剛性。 実験値と剛性低下率 α_y を考慮した計算値との比率についても、フック形状の違いによる差は認められず、0.96~1.40の範囲で平均1.09となり、実験値が計算値を幾分上回る結果となった。各々の比率を主筋比の同一のもの同士について比較すると、 $P_t=0.34\%$ の場合には平均で1.40、 $P_t=0.61\%$ の場合には1.10、 $P_t=0.96\%$ では0.98 となって、 P_t の少ないものほど実験値が計算値を大きく上回った。

B 繰返しによる耐力低下と変形能。 図-17には、塑性域における繰返しによる耐力低下の度合いを知るために、縦軸には曲げ耐力略算

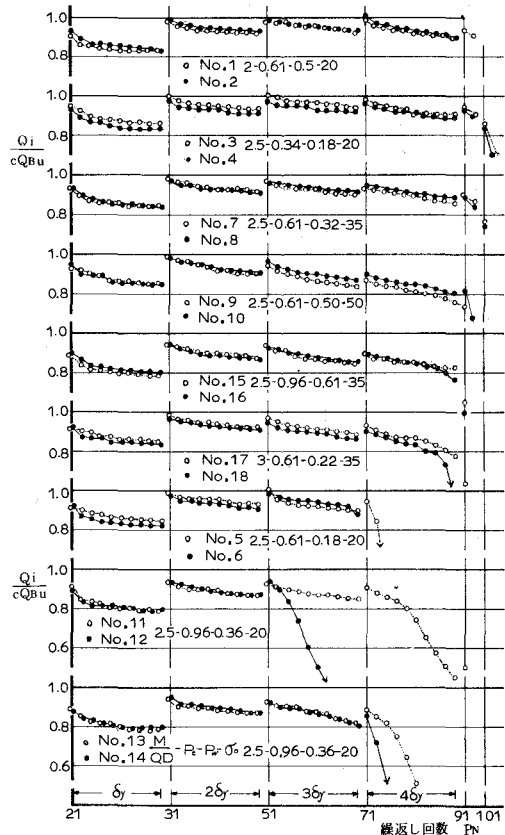


図-17 繰返しによる耐力低下

値に対する保持力の比を、横軸には繰返し回数を採って各試験体毎に図示した。

図示のように、No. 1と2, 3と4, 7と8の6体は $8\delta_y$ の繰返し中に、No. 9と10, 15と16及び17の5体は $6\delta_y$ の繰返し中に、主筋の座屈により耐力の低下を生じたが、フック形状の違いによる差は殆んど認められない。しかし、No. 5と6, 13と14, 11と18の6体は $4\delta_y$ で、No. 12のみは $3\delta_y$ の繰返し中に夫々急激な耐力低下となり、 135° フック形状（図中○印）のものより 90° フック形式（図中●印）の方が、幾分早めに耐力低下を生ずる傾向を示した。

C 主筋の座屈 図-18は、各試験体の座屈発生時の部材角 R_{BU} と限界変形時の塑性率 μ とを示したものである。 90° フックの方が 135° フックのものより両数値とも小さく表われているのは、No. 6と12の試験体のみで、他の試験体には明確な差は認められない。

座屈を生じた主筋96本について、座屈長さを l_k 、帯筋間隔を S 、主筋径を ϕ とした時の細長比 $\lambda (=l_k/i = 4 l_k/\phi)$ と l_k/S の関係を図-19に示した。

既往の研究⁸⁾によれば、 $S \geq 10\text{cm}$ の場合には $l_k \approx S$ となるが、 $S < 10\text{cm}$ の場合には l_k/S は1以上の値となる事が指摘されている。図示のように本実験値についても、フック形状の違いにかゝりなく、この関係はほぼ成立すると見て良い。

一方、主筋の早期座屈を防止するには、 $\lambda \leq 32$ ($l_k = S$ のとき $S \leq 8\phi$) とする事が有効であると指摘⁸⁾されているが、図中の破線で示したように、約14%の実験資料がこの限界値を下回る結果となった。しかし、これらの資料についてもフック形状の違いによる λ の差は認められない。

本実験による細長比の最小値は $l_k/S = 1$ の時 $\lambda = 18$ で $S = 4.5\phi$ と計算されることになり、また $l_k/S = 2$ の場合には $\lambda \approx 30$ で $S \approx 3.8\phi$ となって、いずれの場合にも主筋の座屈防止には、

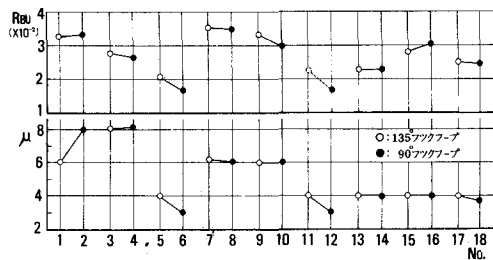


図-18 座屈発生時の部材角と塑性率

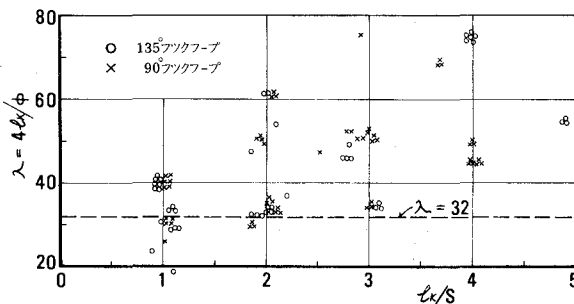


図-19 細長比 λ と l_k/S

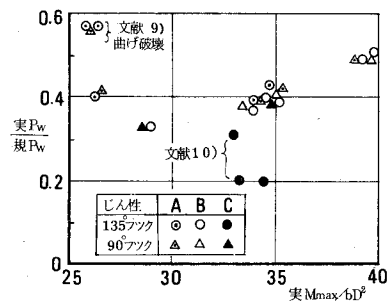


図-20 規準 P_w 量と実験 P_w 量の比較

帯筋をかなり密間隔に配置する必要があることがわかる。

D 規準式の補強量と実験値との比較 図-20 は、曲げ耐力時のせん断力に対して学会規準式で求める帯筋量 (規 P_w , ただし $f_t=2400\text{kg/cm}^2$) と実験補強量 (実 P_w) との比を、曲げモーメント係数 (実 M_{\max}/bD^2) 別に示したもので、図中には既往の資料⁹⁾¹⁰⁾を参考値として併記した。図示のように、実験 P_w 量は規 P_w に対して 0.33~0.5 倍の比較的少ない範囲にあるが、このうちフック形状の違いによってじん性上若干の差が認められた実験値は、縦軸の値が 0.4 以下にプロットされている。この事は、帯筋量が規 P_w の約 40% 以下のように比較的少なく、繰返しによってコンクリートの圧潰を伴うような場合には、90° フック付きフープでは十分の定着強度が確保されないために、コアコンクリートの拘束や主筋の座屈防止に対する効果が期待でき難い事を示唆したものである。

IV 実験 2 フック形式の帯筋柱と閉鎖形帯筋柱の比較実験

1 実験目的 RC 柱のじん性を確保する上で、主筋やコアコンクリートを拘束する連続したスパイラルフープは、フックフープよりも有効である事が指摘^{11)~13)}されているが、帯筋の拘束効果は、帯筋の形状や配置法等によっても幾分異なるために、適切な補強量を定量的に定め得るまでには至っていない。前章のフックフープの実験において、特に帯筋量が比較的少ない場合には帯筋末端のフックの良否によって、じん性上若干の違いを生ずる可能性があったので、本章では前回と同様の試験体に対して、フック無しの角形スパイラルフープと溶接フープ等の閉鎖形を採用し、帯筋フックの有無による差異を比較検討する。

2 実験概要

A 試験体 帯筋を、柱全長にわたり等間隔に配置したもの (SW シリーズ, 6 体) と、ひび割れが顕著となる材端部では密間隔に、材中央部では粗間隔に配置したもの (A シリーズ, 4 体) の 2 系列を計画した。

(1) SW シリーズ: 前回の実験で、フック形状の違いによって若干の差が認められた No. 5 と 6, 11 と 12, 17 と 18 の 3 種の試験体を比較の対象に選ぶが、帯筋に角形スパイラルフープと溶接フープとを採用した以外は、断面形状や補強量等の諸元は前回の試験体と同一である (表-5 参照)。

(2) A シリーズ: 材端部の帯筋量が適切で、付着割裂によるひび割れの進展が顕著とならない限り、材中央部の帯筋量低減は可能であり、その方法*が試みられている¹⁴⁾。本シリーズではこ

*①材端 (1.5 D の範囲) 及び材中央 (材端 1.5 D 以外) のせん断強度は、夫々次式で表わされる。

端 $Q_{su} = \{ 0.076kukp (Fc + 180) / (M/QD) + 2.7 \sqrt{P_w \cdot s\sigma_{wy}} \} bj$, 中 $Q_{su} = \{ 0.073kc (Fc + 500) / (M/QD + 1.5) + 2.7 \sqrt{\alpha \cdot P_w \cdot s\sigma_{wy}} \} bj$

②材端の補強量 P_w は、端 $Q_{su} = cQ_{Bu}$ より求める。③中 $Q_{su} \geq$ 端 Q_{su} が成立し、中央部では $\alpha \cdot P_w$ ($\alpha < 1$ で帯筋の低減係数) が用いられる。

の方法を準用して、表-5 並びに図-21 に示すように、柱両端 1.5 D 部分の帯筋形状を 90° と 135° のフック形、角スパイラル形及び溶接形の 4 種に変化させ、これらの差異を比較検討する。柱断面は 25cm 角、柱内法高 125cm ($M/QD=2.5$)、引張鉄筋比 $P_t=0.61\%$ 、軸方向圧縮応力度 $\sigma_o=25\text{kg/cm}^2$ 、材端の帯筋 6 $\phi-@62.5$ ($P_w=0.32\%$)、材中央帯筋は 90° フック形 6 $\phi-@125$ ($P_w=0.16\%$) で、全て同一である。

表-6 には使用材料の性質を示した。なお試験時における F_c は、SW シリーズでは 203~222 平均 213 kg/cm^2 、A シリーズでは、198~216 平均 207 kg/cm^2 であった。

B 実験方法 加力法、計測法及び繰返し方法等は、上記実験 1 と同様とした。

3 実験結果とその検討

A 実験結果の一覧 諸荷重の実験値と計算値の比較、塑性率及び破壊モード等を一括して表-7 に示す。表中の記入事項等については前回の実験と同様である。又、図-22 に破壊状況を、図-23 には荷重・変形曲線を示した。

B 破壊状況

(1) SW シリーズ：主筋が曲げ降伏に達するまでの諸き裂の発生と伸展の状況については、前回のフックフープの場合と同様である。破壊状況については図-22 (1) に示したように、角形スパイラルフープ使用の試験体 S 17 のみは、材端約 D/2 位置における帯筋が降伏に達する前に曲げ圧潰して主筋は座屈した。他の試験体にとっては S 5 が 4 δ_y の初回に、W 5, S 11,

表-5 試験体の種類

シリーズ	No.	M/QD	σ_o (kg/cm^2)	P_t (%) (本数-径)	帯筋		Pw
					形状	サイズ-間隔 (mm) Pw (%)	
SW	S 5	2.5	20	0.61 (3-D 13)	角スパイラル	2-6 $\phi-@110$ 0.18	0.30
	W 5				溶接		
	S 11	2.5	20	0.96 (3-D 16)	角スパイラル	2-6 $\phi-@55$ 0.36	0.38
	W 11				溶接		
A	S 17	3.0	35	0.61 (3-D 13)	角スパイラル	2-6 $\phi-@90$ 0.22	0.38
	W 17				溶接		
	A 1	2.5	25	0.61 (3-D 13)	90° フック	材端 2-6 $\phi-@62.5$ 0.32 (中央はすべて 90° フックとし、2-6 $\phi-@125$ $P_w=0.16\%$)	0.47
	A 2				135° フック		
	A 3				角スパイラル		
	A 4				溶接		

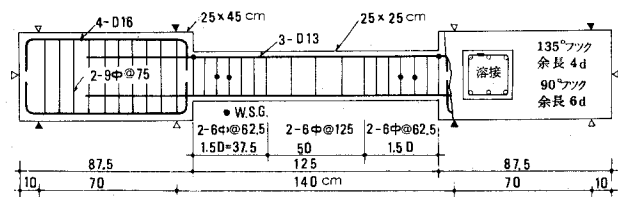


図-21 Aシリーズの試験体

表6表 材料の性質

骨 材	産 地	比 重	単容重(kg/ℓ)	f.m.
砂 (5mm以下)	富岸 (海砂)	2.63	1.84	3.02
砂利 (15mm以下)	鶴川 砂利	2.64	1.74	6.35
材 令				
セ メ ン ト	強 度	3 日	7 日	28 日
新 日 鉄・普 通	曲げ(kg/cm ²)	33.1	46.2	70.3
ポ ル ト ラ ン ド	圧縮(kg/cm ²)	130	216	402
コンクリート調査 C : S : G = 1 : 3.42 : 3.89, W/C = 65%, sl = 18cm				
鉄 筋				
	断面*(cm ²)	降伏点(kg/mm ²)	強 度(kg/mm ²)	伸び率(%)
6φ (5#鉄線)	0.249	28.2	40.0	29.6
9φ	0.631	36.9	50.5	30.8
D13	(1.27)	40.2	56.9	28.2
D16	(1.99)	36.6	52.6	24.8

* : () は公称断面積

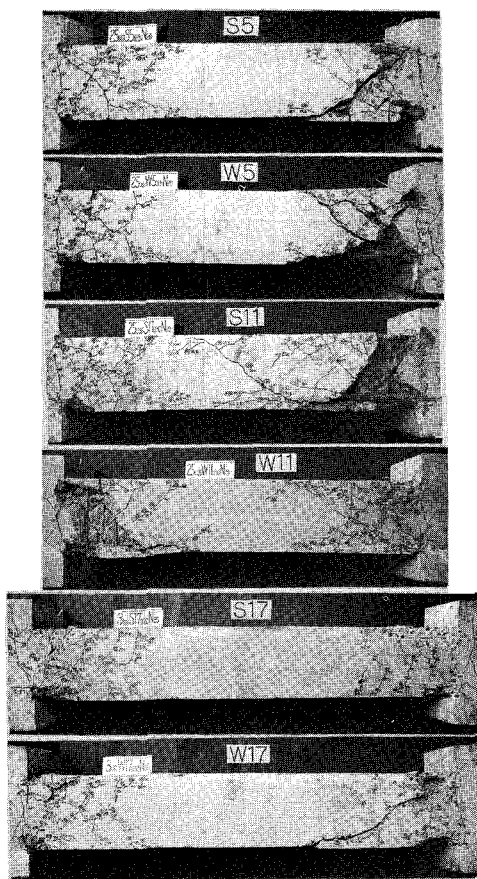


図-22(1) 破壊状況 (SW シリーズ)

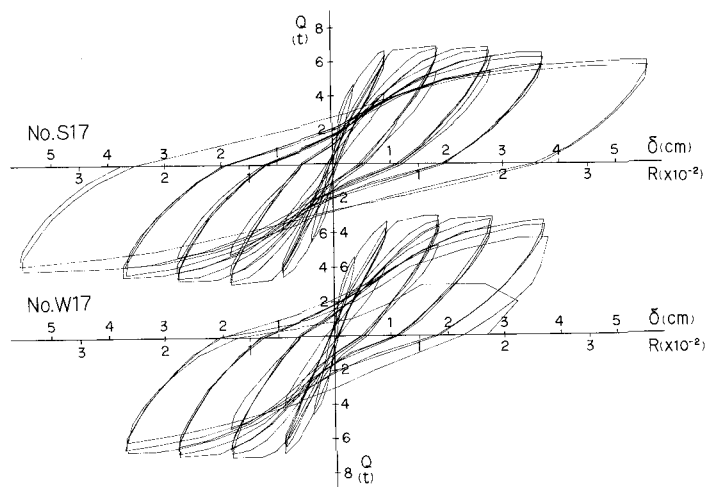
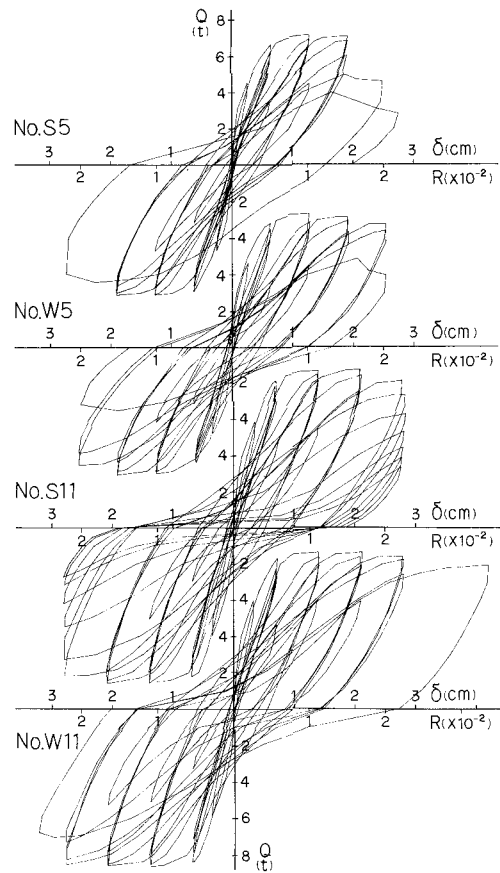


図-23(1) 荷重・変形曲線 (SW シリーズ)

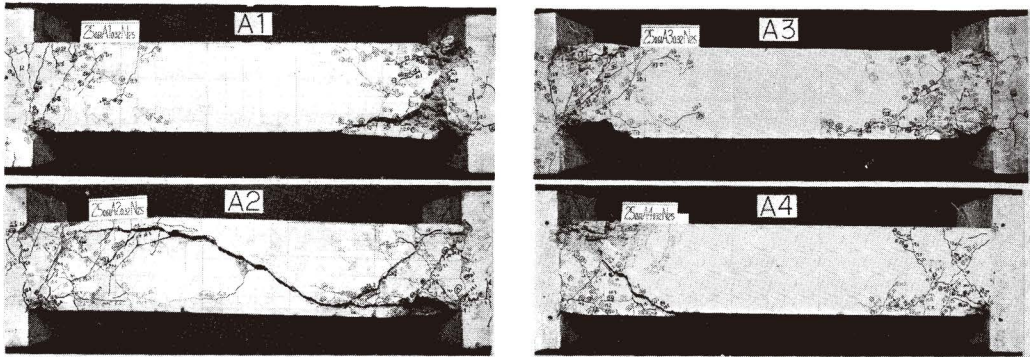


図-22(2) 破壊状況 (Aシリーズ)

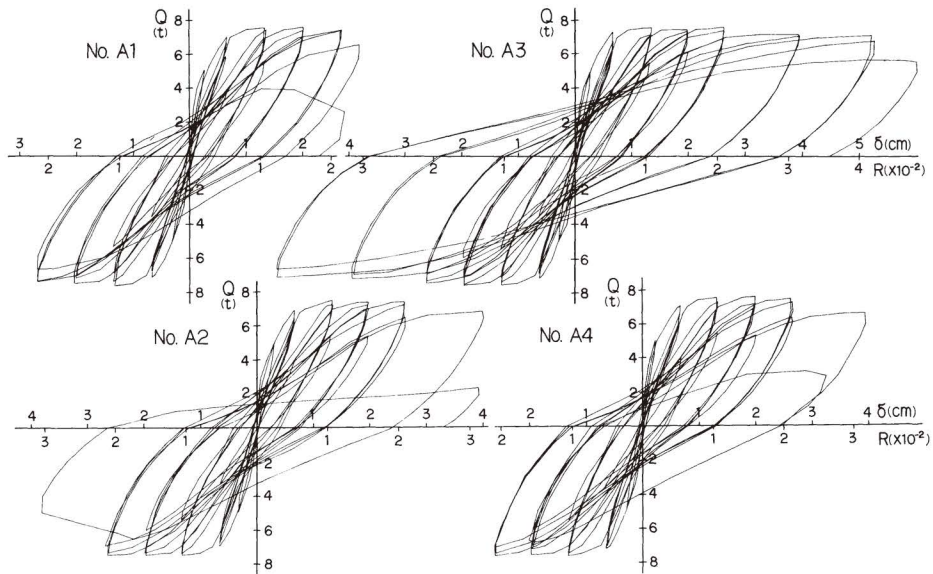


図-23(2) 荷重・変形曲線 (Aシリーズ)

W 17 は $4\delta_y$ の繰返し中に, W 11 は $6\delta_y$ の初回に夫々の帯筋が降伏してせん断圧縮形の破壊となり, S 11 以外の試験体には主筋座屈を伴った。

(2) Aシリーズ: 本シリーズの試験体についても, きれつの発生並びに伸展の状況はこれまで行ってきたものと変りはないが, 破壊状況については図-22(2)に示したように若干異なる。即ち, 90° フック形の試験体 A 1 は $4\delta_y$ の繰返し中に, コンクリートの圧潰部において帯筋降伏前にフックが伸び, 斜きれつ幅の拡大と主筋座屈とを伴ない急激なせん断圧縮破壊を起した。一方, 135° フック形の A 2 は $6\delta_y$ 初回の負加力時に, 材中央部に発生した斜張力きれつが急激にその幅を拡大して破壊に至った。これに対し, 角スパイラルの A 3 は $6\delta_y$ の繰返し時に主筋が座屈し始めたが, その後の繰返しに対しても良く耐え, 曲げ圧縮破壊となった。また溶接

フープのA 4はA 3と同様に $6\delta_y$ 初回正側の繰返し時に座屈を開始したが、コンクリートの圧潰部に片寄りを示したために柱材に振れを生じ、計測不能の状態となったので途中で除荷した。なお、本シリーズ4体のうち、A 1以外の試験体はすべて $4\delta_y$ の繰返し時に帯筋は降伏ひずみに達した。

C 実験値と計算値の比較。 諸きれつ発生荷重、降伏荷重及び曲げ耐力等の実験値に対する計算値の比率については、表-7に記したように両シリーズとも比較的良好一致を示した。また、降伏荷重、耐力等の略算値及び剛性に関しても、前回の実験1の場合と同様であり、帯筋のフックの有無並びに形状の違いによる差異は認められない。

D 繰返しによる耐力低下

(1) SW シリーズ。 図-24には繰返しによる耐力低下(正負平均)の関係を示すが、図中には比較のため前回の実験値を破線で併記した。図示のように $3\delta_y$ の繰返しまでは角スパイラルフープ・溶接フープともに耐力低下の度合は少ない。しかし、 $4\delta_y$ の繰返し中にはW 11とS 17の試験体以外は、せん断圧縮と主筋座屈とを伴ったために急激な耐力低下を生じ、前回の 135° フックフープと大差ない傾向を示した。S 17のみは $6\delta_y$ においても著しい耐力低下とならずに優れたじん性を示したことは特筆すべき事であるが、同じ角スパイラル形でも、補強間隔が大きくて P_w 量の少ないS 5及び P_t の大きいS 11は、 $4\delta_y$ の初回より耐力低下が著しい点に注意を要する。

(2) Aシリーズ 図示のように 90° フック

表-7 試験成績一覧

No	M QD	P _t (%)	α _s (kg/cm ²)	P _w (%)	F _c (kg/cm ²)	曲げきれつ		曲げせん断		せん断	降伏荷重		降伏剛性	最大荷重			変位と塑性率		破壊モード				
						実験 Q _{bc} (t)	実 計	実験 Q _{sc} (t)	実 計		実験 Q _c (t)	実 計		実験 Q _y (t)	実 略	実験 Q _{max} (t)	実 略	実験 Q _{min} (t)		実 計	実験 δ _y (cm)	μ	
S 5	2.5	0.61	20	0.18	213	2.25	1.05	4.67	1.00	6.00	0.98	6.82	1.05	10.59	1.10	7.18	1.07	1.00	1.06	0.94	0.64	1.93	>3.0 C
						216	2.45	1.14	4.67	0.99	6.00	0.98	6.65	1.02	10.41	1.09	7.18	1.07	1.00	1.06	0.94	0.64	2.57
S 11	2.5	0.96	20	0.36	203	2.10	0.95	5.00	1.06	6.00	0.99	8.20	0.99	11.53	0.95	8.65	1.01	0.93	1.05	0.95	0.71	2.80	4.0 B
						207	2.23	1.00	5.20	1.10	6.00	0.99	8.33	1.00	11.80	0.97	8.67	1.01	0.94	1.04	0.94	0.71	2.80
S 17	3.0	0.61	35	0.22	222	2.30	0.99	4.70	0.97	6.00	0.95	6.62	1.05	7.13	1.07	6.90	1.00	0.96	—	—	0.93	5.57	6.0 A
						215	2.25	0.98	4.80	1.00	6.25	1.00	6.72	1.07	7.33	1.10	7.00	1.04	0.98	1.08	0.92	0.92	3.72
平均					213	1.02	1.02	(0.99)	(0.96)	1.03	(1.03)	1.05	(1.07)	(1.05)	(0.97)	(1.04)	(0.91)						
A 1	2.5	0.61	25	0.32	216	2.40	1.02	4.75	0.96	6.00	0.94	7.00	1.02	10.36	1.06	7.55	1.05	0.98	0.97	0.86	0.68	2.71	4.0 B
					208	2.40	1.03	4.85	0.99	6.35	0.99	6.97	1.04	10.51	1.09	7.52	1.05	0.98	0.98	0.87	0.66	2.64	>4.0 B
					198	2.40	1.03	4.90	1.01	6.10	0.97	7.27	1.06	11.08	1.14	7.62	1.06	0.99	—	—	0.66	5.29	>8.0 A
					204	2.40	1.02	5.00	1.02	6.45	1.02	7.08	1.02	10.55	1.08	7.57	1.05	0.98	0.98	0.87	0.67	2.65	>4.0 B
平均					207	1.03	1.00	(0.99)	(0.96)	1.04	(1.04)	1.09	(1.05)	(0.98)	(0.98)	(0.87)							

・()内は前回のNo.5と6、11と12、17と18の6試験体の平均値。その他の記入事項は表-4に同じ。

ク形のA1は、 $4\delta_y$ の繰返し中に急激な耐力低下を起したが(じん性等級B)、角スパイラル形のA3は $8\delta_y$ においても顕著な耐力低下とならず、極めてじん性に富んだ性状(等級A)を示した。これに対し、 135° フック形のA2と溶接形のA4はほぼ同様の變形性能を示し、じん性等級はBとなった。

E 帯筋形状の影響 以上のように、曲げ降伏に至るまでの諸きれつの発生や伸展状況並びに諸限界荷重の力学的性状には、フックの有無は殆んど影響を及ぼさないと見て良いが、耐力以後の大變形時には若干の差が現われるようである。表-8は、本報の実験1と2における各試験体の破壊モード、限界變形時の繰返し回数とじん性率及び座屈発生時の部材角等をフック形状別に示したものである。表示のように、破壊モードについては殆んどの場合、曲げ降伏後の強制變形時に主筋座屈を伴うせん断圧縮形の破壊となっているが、角形フープを使用した4体のうち2体がじん性に富む曲げ圧潰を生じた事は、主筋やコアコンクリートを拘束するスパイラルフープが、柱の破壊形式を変える上で多少とも効果的である事を示唆したものと考えられる。

次に、本実験では大部分の試験体に主筋座屈を伴っている事から、この時の部材角 R_{Bu} の帯筋形状による違いを比較すると次のようになる。

90° フックの場合には平均で 2.04×10^{-2} ($\div 2.0/100$)、 135° フックでは 2.25×10^{-2} ($\div 2.3/100$)、角スパイラルが 2.81×10^{-2} ($\div 2.8/100$)、溶接フープは 2.77×10^{-2} ($\div 2.8/100$)となつて、フック形帯筋柱の方が閉鎖形帯筋柱よりも小さい部材角で早期に主筋座屈を起し易く、これがじん性の大小にも影響を与えている事が判る。主筋の早期座屈を防止するには、前述のように帯筋を密間隔に配置することが必要である。図-25は主筋座屈を生じた本実験値を縦軸には座屈長 l_k の代りに帯筋間隔 S を用いて $4S/\phi$ の値を採り、横軸には前回同様 l_k/ϕ を採って図

表-8 帯筋形状別破壊状況一覧

$\frac{M}{QD}$	P_t	σ_o (%)	90° フック		135° フック		角形スパイラル		溶接フープ	
			No.	破壊モード R_{Bu} P_N ($\times 10^{-2}$)	No.	破壊モード R_{Bu} P_N ($\times 10^{-2}$)	No.	破壊モード R_{Bu} P_N ($\times 10^{-2}$)	No.	破壊モード R_{Bu} P_N ($\times 10^{-2}$)
2.5	0.61	20	6	F.S.C.B _u 1.65 60 ($>3.0-C$)	5	F.L.S.C.B _u 2.05 71 (4.0-B)	S5	F.S.C.B _u 1.53 51 ($>3.0-C$)	W5	F.L.S.C.B _u 2.05 71 (4.0-B)
2.5	0.96	20	12	F.S.C.B _u 1.65 54 (3.0-C)	11	F.L.S.C(B _u) - 80 (4.0-B)	S11	F.L.S.C - 71 (4.0-B)	W11	F.L.S.C.B _u 3.38 71 ($>4.0-B$)
3	0.61	35	18	F.L.S.C.B _u 2.45 78 (3.9-B)	17	F.L.S.C.B _u 2.50 80 (4.0-B)	S17	F.C.B _u 3.72 91 (6.0-A)	W17	F.L.S.C.B _u 2.50 71 (4.0-B)
2.5	0.61	25	A1	F.L.S.C.B _u 2.42 71 (4.0-B)	A2	F.L.D.T - 71 ($>4.0-B$)	A3	F.C.B _u 3.17 101 ($>8.0-A$)	A4	F.L.S.C.(振) 3.16 71 ($>4.0-B$)

注) R_{Bu} : 座屈発生時の部材角。 P_N : 限界變形時の繰返し回数。 () は μ とじん性等級。

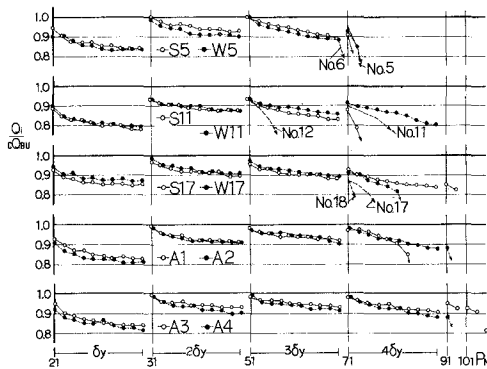


図-24 繰返しによる耐力低下

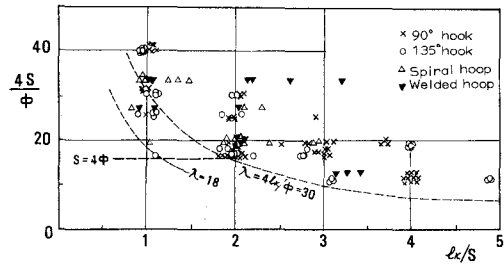


図-25 帯筋間隔と座屈長さ

示したもので、図中の曲線は実験1で求めた細長比 $\lambda=4$ l_k/ϕ が18と30の値を示すものである。図示のように、 l_k/S が2以下の場合には、縦軸の値で16、即ち、帯筋間隔は少くとも主筋径の4倍以下におさえおくことが、座屈防止上必要のようである。

V 要 約

1 セン断補強法の実験調査結果

道内における補強法の実情とその問題点を把握するため、51棟の現場において施工の実態を調査したが、その結果は次のように要約される。

(1) セン断補強筋の間隔及び量については、現行のRC構造計算規準及び基準法の規定がほぼ守られていると見て良い。また、補強量については0.2～0.4%の範囲のものが全体の約75%を占めている。補強筋種別による使用率はSR24の9mmか13mm筋が全体の約90%であった。

(2) 補強筋の形状については、 \square 形あるいは \sqcap 形のフック付き帯筋が大部分を占め、規準推奨の閉鎖形の採用率は15%程度以下で極めて低い。

(3) 閉鎖形のような効果的補強法は、上記のような慣習法に比較して施工しにくい点はあるが、技術的には施工可能である。

(4) 正しい配筋が確実に行なわれるためには、設計・施工両面にわたる慣習法の改善と管理体制の強化が必要のようである。

2 実験結果

柱の曲げ耐力(cQ_{Bu})に対して、現行規準式で要求される帯筋量の0.3～0.5倍の補強量を有する断面25cm角のRC柱模型28体を製作し、帯筋形状の違いによる耐力と変形能に及ぼす差異を比較検討した結果は、次のように要約される。

(1) ひび割れの発生や伸展状況及び諸きれつ荷重や最大荷重等の力学的性状には、フック形

状の違いやフックの有無による帯筋形状の差は現われない。

(2) 曲げ降伏以後の大変形時において、柱が曲げ圧潰またはせん断圧縮形となり同時に主筋座屈を伴う場合には、帯筋形状による影響が現われ、一般にはフック形帯筋柱の方がフック無しで閉鎖形（スパイラル、溶接など）帯筋柱より幾分早期に耐力低下を生じ易い。

(3) 上記(2)で特に帯筋量が規準量の約40%以下のように少量の場合には、90°フック形帯筋柱は135°フック形帯筋柱よりも、じん性に乏しい傾向がある。

(4) 早期における主筋座屈を防止するには、帯筋間隔を密にする必要があり、少なくとも主筋径の4倍以下とすることが好ましい。

(5) 十分なじん性（等級でAまたはB以上）を確保する上で、帯筋を材端部密間隔、材中央粗間隔に配置することは可能である。

VI 結 語

以上のように、せん断補強法に関する施工の実態とRC柱の耐震性能に及ぼす帯筋形状の影響とを把握することができた。しかし、90°フックタイプ（慣用法）で帯筋量が特に少ない場合には、じん性上好ましくない実験結果を示したことは、旧規準による既存RC柱の安全性に疑問を抱かせるものであり、既存RC建物の耐震性能の実態調査とその補強対策を早急に検討する必要性を痛感する。また、じん性を確保するのに必要な帯筋量は、 $Q_{umin} \geq cQ_{Bu}$ 式より求まる P_w 量が一つの目安になることは確認できたが、この値が必要かつ十分な条件であるか否か、あるいは、付着割裂破壊時に対する主筋及びコアコンクリートを拘束する閉鎖形帯筋の効果、補強法改善策の一つとして試みた中央帯筋量低減時の帯筋最小間隔制限等については不明の点が残るので、この点に関し今後更に検討したい。

本研究は昭和49年度本部省科学研究費補助金によるものである。調査に際しては、本学建築工学科助教授後藤知以、北海道工業大学建築工学科講師武田寛の両氏、各市建築指導課の職員並びに現場担当員にご協力をいただいた。また、実験に際しては新日鉄セメント社から資材のご提供を得た他、本学建築工学科技官吉本康文、昭和49年度卒業論文生、佐々木滋、真柄祥吾、小川修也、銚井諭、昭和50年度卒業論文生、相馬秀樹、高橋勝美の諸君にご協力をいただいた。ここに記して深甚の謝意を表します。

（昭和51年5月22日受理）

参 考 文 献

- 1) 広沢雅也、柳沢延房：日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp. 1417～1418（1973）
- 2) 素木三郎：日本建築学会大会学術講演梗概集（九州，東北，北陸）3報（1972～1974）

- 3) 伊藤元：建築雑誌 Vol. 89, No. 1082, pp. 611~614 (1974, 7)
- 4) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説, JASS 5 鉄筋コンクリート工事, (1975)
- 5) 東洋一：日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北) pp. 1413~1414, (1973) 及び, コンクリート工学 Vol. 13, No. 1 (1975) pp. 2~18。
- 5) 東洋一：日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北) pp. 1413~1414, (1973)
- 6) 西垣太郎・東洋一・広沢雅也：日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸) pp. 1327~1328, (1974)
- 7) 大野和男・柴田拓二・服部高重：日本建築学会論文報告集第 200 号, pp. 35~44 (1972, 10)
- 8) 高橋正利・広沢雅也・柳沢延房：日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸) pp. 1329~1330, (1974)
- 9) 建設省建築研究所：日本建築センター RC 短柱委員会資料 No. 187 (1974)
- 10) 大井恭二・山口育雄・菅野俊介・東端泰夫・星野信夫：日本建築学会大会 (東北) pp. 1389~1390, (1973)
- 11) 別所佐登志・岡本公夫・吉田新太郎：日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿) pp. 785~786, (1971)
- 12) 中山達雄・吉岡研三・武田寿一・小池健仁：日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸) pp. 1307~1308, (1974)
- 13) 高橋敏夫・大森信次・石井考二・渡辺茂雄：同上 (北陸) pp. 1313~1314, (1974)
- 14) 荒川卓・真柄祥吾：日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) pp. 1117~1118, (1975)
- 15) 荒川卓・後藤知以・武田寛・米沢俊広：日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) pp. 1109~1110, (1975, 10)。日本建築学会北海道支部研究報告集 No. 43, pp. 61~64, (1975, 10)
- 16) 荒川卓・米沢俊広：同上 (関東), pp. 1111~1112, (1975, 10)。同上 No. 43, pp. 65~68, (1975, 10)